

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE PUENTES CON SUBESTRUCTURA IRREGULAR

Consuelo Gómez Soberón y Daymaru Salas Mengchún

Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana. Av. San Pablo 180, Col. Reinos Tamaulipas, 02200, México DF, cgomez@correo.azc.uam.mx

Resumen

Los puentes irregulares presentan comportamientos más complejos que los sistemas regulares y, por tanto necesitan mayor cuidado en su análisis, diseño y en procesos de inspección y mantenimiento. En este trabajo se presenta un estudio paramétrico de puentes carreteros, para conocer la influencia de diferentes condiciones de irregularidad en la subestructura al variar la altura de las pilas. Para esto se analizan elásticamente e inelásticamente modelos de puentes simplemente apoyados, continuos y monolíticos, sometidos a una base de registros sísmicos con diferentes características. De los análisis realizados se determinaron respuestas máximas y se estimaron las diferencias normalizadas entre sistemas regulares e irregulares. Los resultados obtenidos indican qué condiciones de irregularidad de la subestructura conducen a sistemas más vulnerables. A partir de los resultados obtenidos se propone una forma simplificada de valorar esta irregularidad en un método de inspección.

Abstract

Irregular bridges have more complex behavior than regular systems, so more details could be developed in its analysis, design and in inspection and maintenance programs. In this paper the influence of irregular conditions in substructure of bridges is evaluated by means of a parametric study, varying the height of piers. To do this, monolithic, simple-supported and continuous regular and irregular bridges were subjected to seismic action, using an accelerogram database. Elastic and nonlinear analyses were accomplished and the normalized differences between regular and irregular models were evaluated. Results indicate which irregular substructure conditions generate more vulnerable systems. Based on the obtain results, a simplified evaluation of substructure irregularity, to be used in an inspection method, is proposed.

Introducción

Las estructuras irregulares normalmente tienen un comportamiento más complejo, por lo que su análisis, inspección y mantenimiento necesitan más atención. La irregularidad se presenta tanto en la superestructura como en la subestructura del puente. Un puente tiene una superestructura irregular si es esviado o curvo, o si los claros tienen longitudes variables. Por su parte, el puente tiene subestructura irregular cuando las pilas no tienen longitudes uniformes o diferentes resistencias. Además, estas estructuras se consideran irregulares cuando se presentan cambios de rigidez importantes entre los elementos de la superestructura y la subestructura. Por último, algunos autores, como Isakovic y Fischinger (2005), consideran que un puente es irregular si es importante la contribución de modos superiores en el estado elástico inicial, aunque son más comunes las primeras asignaciones comentadas.

Para los puentes con subestructura irregular, las demandas de deformación de las pilas individuales son altamente variables, de forma que las columnas más altas trabajan principalmente a flexión y las cortas a cortante (Moehle y Eberhard, 2000). Entre los problemas más destacados en puentes con pilas de diferentes alturas, en comparación con puentes con una subestructura regular, están:

- Demandas irregulares de deformación en pilas, con valores excesivos en pocos elementos
- Concentración de fuerzas cortantes sísmicas en las pilas más cortas por las variaciones de rigidez de estos elementos. Esto incrementa la posibilidad de falla frágil a cortante en pilas
- Variación de las demandas de ductilidad en las pilas
- Mayor participación de modos superiores (Kappos *et al.* 2005 e Isakovic y Fischinger, 2008)

Estas conclusiones se han corroborado en diferentes estudios. Por ejemplo, análisis experimentales en el laboratorio de ELSA compararon el comportamiento de dos puentes, uno regular y simétrico y otro irregular con diferentes alturas de las tres pilas, como se observan en la figura 1. Estos modelos tienen dimensiones similares a los sistemas utilizados en este trabajo, como se verá más adelante. A partir de este estudio se concluyó que la energía absorbida en el puente irregular se concentró en la pila más corta, la cual disipaba más del 70% de la energía total (Tehrani y Mitchell, 2010). Además, determinaron que la seguridad contra colapso del puente irregular era menor que la de la estructura regular, de forma que el sistema irregular puede soportar hasta dos veces la carga de diseño y el irregular sólo 1.2 veces dicha carga.

Análisis realizados por Jara y colaboradores (2011) en el puente infiernillo II, con aisladores entre superestructura y subestructura y con pilas de diferente altura, mostró que las pilas cortas presentaban un mayor índice de daño que las largas. A su vez, la variación en la altura de las pilas generaba diferencias importantes en la respuesta sísmica de los aisladores localizados en dos de las pilas del puente.

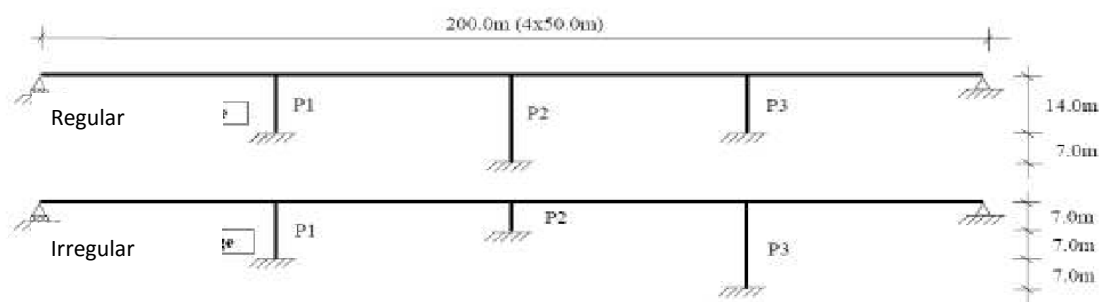


Figura 1 Modelos analizados por ELSA.
(Figura tomada de Tehrani y Mitchel, 2010)

Irregularidad en los reglamentos de diseño

México no tiene un reglamento específico de diseño de puentes, aunque existen algunas especificaciones locales y alguna propuesta en curso. Muchos de los puentes de autopista son diseñados con las especificaciones de la AASHTO (American Association of State Highway Transportation Officials, 2007), pero considerando las cargas sísmica y móviles como las define la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y el Manual de la Comisión Federal de Electricidad.

El código de la AASTHO considera que un puente regular tiene un ángulo de curvatura no mayor de 90° . Además, la estructura tiene relaciones máximas de longitudes entre claros adyacentes y relaciones de rigideces de pilas en el mismo eje menores que ciertos valores límite, en función del número total de claros. Las estructuras que tienen ángulos o relaciones mayores que los valores umbrales es considerada como irregular. Para puentes curvos de múltiples claros, la condición de irregularidad se asigna cuando el ángulo en planta es mayor de 20° . Dependiendo de la clasificación de regularidad e importancia de los puentes, el código sugiere el método de análisis adecuado para su diseño, entre método elástico para carga uniforme, método elástico de modo simple, método elástico multimodal y análisis en la historia del tiempo (AASTHO 2007).

El Departamento de Transportes de California (Caltrans) indica, por su parte, que para el diseño de puentes se realice un análisis estático equivalente para puentes regulares y ordinarios, mientras que sugiere análisis dinámicos espectrales para sistemas no ordinarios y altamente irregulares. En este reglamento, la irregularidad se asigna de manera subjetiva a estructuras curvas, de varios niveles, de ancho variable, de masa no balanceada, con variación de rigidez en pilas o esviados. Las especificaciones del ATC (Applied Technology Council) tienen procedimientos análogos al AASTHO y Caltrans para clasificar los puentes como sistemas regulares o irregulares. Por su parte el Eurocódigo (Escamilla *et al.*, 2011) clasifica la regularidad de los puentes en función de un factor de ductilidad, de forma que a mayor ductilidad más irregular es el comportamiento de la estructura. Sin embargo, estudios en puentes irregulares de Calvi y colaboradores (Tehrani y Michell, 2010), muestran que la aproximación de diseño recomendada en el Eurocódigo puede llevar a niveles bajos de seguridad, con demandas de ductilidad mayores que las esperadas.

En México, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) clasifica a los puentes conforme su comportamiento sísmico. Así, un sistema regular tiene: menos de seis claros, sistema de piso recto o con poca curvatura, ángulos de esviaje menores a 15° , distribución regular de masa y rigidez y una longitud no mayor a 40 m para el claro más largo. Una propuesta para el diseño de puentes urbanos en la Ciudad de México, que aún no ha llegado a buen término como reglamento de diseño, también considera la irregularidad de los puentes. En esta propuesta, un puente es irregular si: 1) existen variaciones mayores al 25% en la rigidez lateral o la masa en las direcciones longitudinal y transversal, entre apoyo y apoyo, 2) la estructura tiene al menos un tramo con un ángulo entre apoyos mayor a 25° y 3) estructuras con al menos un apoyo con esviaje mayor a 25° con respecto al eje del camino (Reinoso y Márquez, 2001).

En resumen, la condición de regularidad de un puente se considera para definir el método con que se analizará a la estructura durante su diseño. Cuando la estructura se clasifica como irregular se suelen sugerir métodos de análisis más elaborados. Sin embargo, como se observa en lo anteriormente comentado, la clasificación de regularidad de los puentes es muy simple y puede conducir a sistemas con niveles erróneos de seguridad. Así que es importante ampliar los estudios sobre el comportamiento de puentes irregulares.

Índices de irregularidad

Recientemente se han propuesto algunos índices para medir la irregularidad del comportamiento de puentes. El objetivo de estos índices es el tratar de predecir si un puente responderá como se proyectó en la etapa de diseño (Isakovic y Fischinger, 2000). Las características principales de los más comunes se comentan en los párrafos siguientes.

Los llamados índices de *regularidad elásticos* consideran que un puente puede ser clasificado como irregular aún con un comportamiento sólo dentro del rango elástico, por lo que su formulación se basa en parámetros elásticos. Estos índices se usan para clasificar como regular o irregular una

estructura y, para sugerir el método de análisis apropiado. Calvi y colaboradores propusieron en 1994 el índice I_R de regularidad, el cual marca las diferencias entre las formas modales de todo el puente y de sólo la superestructura (Delgado *et al.*, 2005). Este índice se define por

$$I_R = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Phi_i^B}{\Phi_i^B M \Phi_i^B} M \frac{\Phi_i^D}{\Phi_i^D M \Phi_i^D} \right)^2}{n}} \quad (1)$$

Donde Φ_i^B y Φ_i^D son las formas modales del puente y del sistema de piso, respectivamente, y n es el número de modos a ser considerado. Este índice está entre 0 y 1, un valor próximo a uno indica un comportamiento y clasificación regular de la estructura. Este índice no se puede usar cuando el puente tiene apoyos de rodillo en los estribos, ya que existe movimiento libre de la cubierta en la dirección transversal. Si un puente tiene una distribución regular en la subestructura, las formas modales predominantes están regidas por la superestructura y el índice será igual a uno. Para la evaluación de este índice es necesario definir cuántas formas modales considerar; mientras más irregular sea el sistema más formas modales deben incluirse.

Delgado y colaboradores (2005) analizan cinco modelos de puentes con pilas de diferentes alturas; para estas estructuras definen el índice de irregularidad de la ecuación 1 y obtienen, a través de análisis no lineales, las demandas de ductilidad en las pilas. Sus resultados muestran, en la mayoría de los casos, una relación lineal entre estos dos parámetros, indicando que el índice de irregularidad de Calvi es una representación adecuada del comportamiento irregular de puentes. Aunque los resultados son interesantes, es claro que se necesita mayor investigación porque hay casos en el estudio para los cuales la relación entre estos parámetros no cumple con ser lineal y el número de casos analizados es pequeño.

Por su parte, Isakovic y Fisher (2005) consideran que un puente es irregular si difieren las deformadas transversales normalizadas obtenidas en dos iteraciones sucesivas, con diferentes patrones de carga lateral, de análisis unimodales. El índice se determina como

$$I_S = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} |d_i^1 - d_i^2|}{\sum_{i=1}^{n-1} |d_i^2|} \quad (2)$$

Donde d_i^1 y d_i^2 son los desplazamientos transversales normalizados en el punto i , en el primer y segundo análisis, respectivamente. Mediante sus resultados concluyen que la irregularidad no sólo depende de las propiedades geométricas de la estructura, sino también de las características de la carga aplicada.

Los *índices de regularidad inelásticos* consideran que la condición de irregularidad de los puentes sólo se presenta cuando éstos incursionan en el rango inelástico. En la evaluación de estos índices normalmente se analiza el daño acumulado, algunas veces a través de la comparación de deformadas transversales normalizadas. Maalek *et al.* (Escamilla *et al.* 2011) propone dos índices de regularidad inelásticos, obtenidos al comparar deformadas transversales con diferentes patrones de carga lateral; estos índices se definen mediante

$$FRI = \frac{|S^D - S^B|}{|S^D|} \quad (3)$$

$$SRI = \frac{|S^{SM} - S^{MM}|}{|S^{SM}|} \quad (4)$$

Donde S^D y S^B son las áreas bajo la deformada transversal normalizada, obtenidas de un análisis push-over lateral incremental de la superestructura y del puente, respectivamente. S^{SM} y S^{MM} son las áreas de la deformada transversal normalizada obtenidas de un análisis push-over lateral incremental unimodal y multimodal, también respectivamente. Para obtener el índice SRI se usa inicialmente un patrón de carga basado en el modo fundamental, para después, en la segunda deformada, usar un patrón de carga basado en un análisis modal espectral completo, con una regla de combinación modal.

Escamilla *et al.*, (2011) proponen un índice de irregularidad inelástico expresado por las ecuaciones 5 y 6. Este índice se basa en que al dañarse la estructura por incursión inelástica, su irregularidad se manifiesta con cambios en la forma geométrica de los modos de vibrar, con posibles inversiones de estos modos o de los factores de participación modal, lo que se denomina irregularidad modal. Como se observa en las ecuaciones 5 y 6, el índice se basa en la evolución de las formas modales entre diferentes estados de daño, caracterizados por el subíndice i , y en un factor α de peso de cada estado de daño, en función del factor de participación modal y la coordenada seudoespectral.

$$I_{RM} = \sum_j^n \alpha \left| \frac{\Phi_i^j}{\sum_{j=1}^n |\Phi_i^j|} - \frac{\Phi_{i-1}^j}{\sum_{j=1}^n |\Phi_{i-1}^j|} \right| \quad (5)$$

$$\alpha_j = \frac{\Gamma_i^j Sa_i^j}{\sum_{j=1}^n \Gamma_i^j Sa_i^j} \quad (6)$$

Donde Φ_i^j es la forma modal normalizada del modo j para el evento i , Φ_{i-1}^j es la forma modal normalizada del modo j para el evento $i-1$, Γ es el factor de participación modal y Sa_i^j es la pseudoaceleración correspondiente al modo j . Escamilla y colaboradores incluyen este índice en un procedimiento basado en el desempeño de sistemas equivalentes de un grado de libertad.

En el mismo trabajo de Escamilla *et al.* (2011) se hace una comparación de los valores obtenidos de los índices de regularidad de puentes para estructuras con variación en la altura de pilas. Esta comparación se muestra en la tabla 1, donde se observa claramente que los índices hasta ahora propuestos no son medidas absolutas de la condición de irregularidad de puentes. En esta tabla, los tres números de referencia del nombre de modelo de puente indican la relación entre las alturas de las tres pilas; por ejemplo, 123, indica que si la altura de la primera pila es 1, las alturas de las otras dos son 2 y 3.

Tabla 1. Valores de diferentes índices para varios modelos de puentes
(Tabla tomada de Escamilla *et al.*, 2011)

Puente	Clasificación AASHTO	Índice de regularidad			
		I_R	I_S	FRI	I_{RM}
V123P	Irregular	0.78	---	0.97	0.85
V213P	Irregular	0.63	0.80	0.61	0.45
V232P	Irregular	1.00	0.92	0.97	1.00
V313P	Irregular	0.45	---	0.00	0.50

Resumimos indicando que los índices de irregularidad pueden ser una herramienta adecuada para caracterizar la irregularidad de puentes. Sin embargo, se considera que hay varios aspectos que se deben trabajar para facilitar su aplicación práctica. Entre otras cosas, es necesario definir que significa un índice de un cierto valor entre 0 y 1, por ejemplo, un índice de 0.45 (tabla 1) indica una estructura con algo que podríamos denominar irregularidad media (o semi-irregular como lo refiere Pinho *et al.*, 2007), que no queda muy claro que implica.

Irregularidad en programas de inspección y mantenimiento

Para definir tareas de mantenimiento de puentes se realizan inspecciones regulares de las estructuras. Cuando se tiene un grupo numeroso de estructuras que evaluar se utilizan los métodos preliminares de inspección, mediante los cuales se clasifican a las estructuras por su capacidad; especificando un índice de vulnerabilidad para cada sistema.

Existen varias propuestas de métodos preliminares de evaluación de puentes, aunque es común en ellos considerar la irregularidad de superestructura y subestructura como parámetros que interfieren en el comportamiento sísmico del sistema. Algunas propuestas y la forma en que evalúan la irregularidad de la subestructura se comentan en los párrafos siguientes.

En el procedimiento de Kim se estima la vulnerabilidad sísmica de puentes puntuando doce parámetros, uno de ellos la irregularidad de la subestructura, comparando la altura de pilas adyacentes. Kim considera cuatro categorías para este parámetro, a saber: 1) longitud regular de pilas, 2) la longitud de pilas adyacentes difiere 1.25 veces, 3) la longitud de pilas adyacentes difiere más de 1.25 veces y 4) la longitud de pilas adyacentes difiere más de 1.5 veces. En la tabla 2 se muestran los parámetros, categorías de vulnerabilidad y sus valores para el método de Kim. En esta tabla se destaca en gris el parámetro de irregularidad de la subestructura.

Tabla 2 Método de evaluación preliminar de Kim

PARÁMETRO	CATEGORÍA	PESO (W)
Y ₁ Aceleración máxima del suelo	1: $a_{max} < 0.1g$; 2: $0.1g < a_{max} < 0.2g$; 3: $0.2g < a_{max} < 0.3g$; 4: $a_{max} > 0.3g$	0.141
Y ₂ Reglamento de diseño	1: 1981; 2: 1972-1980; 3: 1940-1971; 4: < 1940	0.456
Y ₃ Tipo de superestructura	1: en suspensión, colgante o de claro único; 2: arcos, vigas monolíticas o armaduras; 3: vigas continuas y armaduras; 4: vigas simplemente apoyadas y armaduras, claros múltiples	0.114
Y ₄ Forma de la superestructura	1: recto; 2: esviaje de 20 a 45° o curvatura entre 40 y 90°; 3: esviaje de 45 a 60° o curvatura entre 90 y 180°; 4: esviaje mayor a 60° o curvatura mayor a 180°	0.437
Y ₅ Articulaciones internas	1: ninguna; 2: sí, con retensores o longitud de apoyo mayor a 12"; 3: sí, con longitud de apoyo entre 6" y 12"; 4: sí, con longitud de apoyo menor a 6"	0.089
Y ₆ Tipo de pila	1: pilas de ejes múltiples o monolíticas; 2: pilas de ejes múltiples articuladas; 3: pilas monolíticas simples; 4: pilas simples articuladas	0.029
Y ₇ Tipo de cimentación	1: zapatas aisladas; 2: cimentación continua; 3: cimentación con pilotes; 4: ejes de pilas	0.024
Y ₈ Material de la subestructura	1: acero; 2: concreto dúctil; 3: concreto no dúctil; 4: madera o mampostería	0.034
Y ₉ Irregularidad estructural	1: ninguna; 2: altura de dos pilas \neq más de 1.25 veces; 3: altura de dos pilas adyacentes \neq más de 1.25 veces; 4: altura de dos pilas adyacentes \neq más de 1.5 veces	0.278
Y ₁₀ Condiciones de suelo	1, 2, 3 o 4 conforme a los tipos de suelo definidos en el reglamento	0.188
Y ₁₁ Potencial de licuación	1: $LSI^* < 5$; 2: $5 < LSI < 25$; 3: $25 < LSI < 100$; 4: $LSI > 100$	0.932
Y ₁₂ Longitud de apoyo	1: buena; 2: escasa; 3: pobre; 4: muy pobre	0.512

*LSI = factor que caracteriza el efecto del potencial de licuación conforme al procedimiento de Youd y Perkins.

Pezeshk *et al.* (Gómez y Barrera, 2007) evalúan la vulnerabilidad sísmica de puentes analizando configuración estructural, características de la cimentación, localización e importancia del sistema. Entre los parámetros usados para estudiar la configuración estructural se consideran la irregularidad de la superestructura y la subestructura. En especial, la irregularidad de la subestructura se evalúa analizando la altura de pilas, clasificando en dos categorías: pilas con longitud menor o mayor que 5 m.

El método de evaluación preliminar de Maldonado *et al.* (2000) considera 19 parámetros, como materiales en superestructura y subestructura, tipología de pilas y longitud de pilas. La irregularidad de la subestructura se considera igual que en el método de Kim.

El método de Kawashima y Unjoh (1990) analiza la susceptibilidad sísmica de puentes con 15 parámetros. Tres de estos parámetros son forma de la superestructura, altura de pilas y tipo de suelo. Para la irregularidad de la subestructura las categorías de evaluación son: 1) pilas con longitud menor de 5 m, 2) pilas con longitud entre 5 y 10 m y 3) pilas con longitud mayor a 10 m.

Finalmente, en México, la SCT se utiliza un método de inspección preliminar de clasificación por susceptibilidad sísmica de puentes, denominado SIPUMEX. Los resultados de este método se

utilizan para asignar recursos limitados en programas de mantenimiento de puentes. En este método la irregularidad de la subestructura se define a través de la evaluación del tipo y dimensiones de las pilas, de forma similar a otros métodos.

La aplicación de diferentes métodos de inspección a un grupo específico de puentes no necesariamente conduce a los mismos resultados, esto es, no todas las estructuras se clasifican con el mismo nivel de daño. Gómez y Barrera (2007) hicieron un ejercicio de este tipo, y de 79 puentes ubicados en la costa del Pacífico Mexicano, se obtuvieron las clasificaciones que se muestran en la tabla 3. En esta tabla se observa que el método de Kim clasificó, por ejemplo, a 28 de los puentes con posible daño severo, mientras que el procedimiento SIPUMEX no registró a ninguno de ellos con este nivel de daño. Estas diferencias se deben a que los parámetros de evaluación y sus correspondientes categorías de susceptibilidad sísmica se seleccionan de manera subjetiva, no siempre relacionada al comportamiento físico.

Tabla 3 Clasificación de puentes con métodos preliminares

Tipo de daño	Frecuencia		
	Colima	Michoacán	Todos
Con el método de Kim			
Sin daño	6	3	9
Daño menor	4	6	10
Daño moderado	13	19	32
Daño severo	13	15	28
Colapso	0	0	0
Con el método Sipumex			
Sin daño	3	4	7
Daño menor	33	38	71
Daño moderado	0	1	1
Daño severo	0	0	0
Colapso	0	0	0

La forma simplificada de considerar la irregularidad en los códigos de diseño y la poca fiabilidad de los métodos simplificados para reflejar la influencia de este parámetro en el comportamiento sísmico de puentes, marcan la importancia de evaluar diferentes condiciones de irregularidad de puentes sometidos a sismo. Entonces, en este trabajo se realiza un estudio paramétrico del comportamiento sísmico de diferentes tipos de puentes con subestructura irregular. En este estudio se considera, como es común para puentes de longitud media, sistemas con pilas de igual sección transversal y materiales, por lo que la irregularidad se logra variando la longitud de estos elementos. Todos los modelos en estudio se analizaron elásticamente, y sólo un tipo específico de puentes se sometió a análisis no lineales.

ANÁLISIS ELÁSTICOS

Para evaluar la influencia de la irregularidad de la subestructura en el comportamiento sísmico de puentes, se realizaron diferentes análisis elásticos. Para esto se modelaron tipologías de puentes simplemente apoyados, continuos y monolíticos, basados en una estructura simple y regular de cuatro claros y tres pilas. De estos análisis se capturan las respuestas máximas en los nodos extremos de las pilas, específicamente desplazamientos y elementos mecánicos.

Modelos de puentes

Todos los modelos de puentes se basaron en una estructura regular descrita en la literatura (Priestley *et al.*, 1996), similar a la usada en varios estudios descritos anteriormente. La estructura simétrica, que se muestra en la figura 2, tiene claros de 50 m y tres pilas, originalmente de 14 m de longitud. Las pilas tienen igual sección transversal, una sección cajón rectangular, y resistencia a carga lateral. La viga es un elemento de sección cajón unicelular, como se observa en la figura 3.

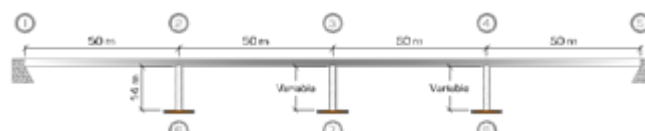


Figura 2 Modelo de puente regular de partida

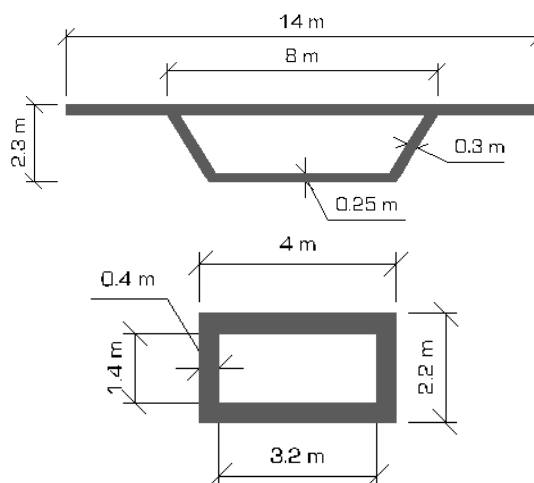


Figura 3 Sección transversal de vigas y pilas

El puente de las figuras 2 y 3 se modeló con el programa SAP 2000. En este modelo, las pilas están empotradas y los estribos se consideran con tres resortes elásticos, cuyas rigideces longitudinales se estiman usando expresiones simplificadas definidas en Priestley *et al.* (1996); los estribos se asumen como extremadamente rígidos en la dirección vertical.

Para ponderar la conexión entre elementos viga y pila, se plantean tres tipos de puentes: simplemente apoyados, continuos y monolíticos. Los puentes simplemente apoyados son los más comunes en el sistema de carreteras en México. Para modelar los puentes monolíticos, se consideran conexiones rígidas entre vigas y pilas, mientras que para sistemas continuos se usa una sola viga conectada a las pilas, sin restricción al momento longitudinal. Para puentes simplemente apoyados, se colocan apoyos fijos y móviles en los extremos de los elementos viga de cada claro. En el apoyo móvil está libre la rotación longitudinal, en tanto que para el apoyo fijo no se restringen ni la rotación ni el momento. En la figura 4 se muestra el modelo regular base y esquemas de las conexiones entre vigas y pilas para los diferentes tipos de estructuras.

Para estudiar la influencia de diferentes condiciones de irregularidad en la subestructura, a partir del modelo regular, se modifica la longitud de la pila central y de una de las pilas extremas. Para esto, se cambian las longitudes en porcentajes de +25%, +50%, +75%, -25%, -50% y -75%. Así, para cada puente tipo regular, se modelan 12 modelos irregulares, seis con cambios en la pila central y seis variando la pila extrema. Muy posiblemente, un puente con una pila central de longitud 75% menor que la longitud de la pila adyacente no sea muy común o poco real, pero esta opción complementa una situación extrema de un análisis paramétrico.

Definición de la carga sísmica

En los análisis elásticos se usó como carga sísmica una base de 53 acelerogramas obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (BMSF, 2000). Todos los acelerogramas fueron registrados por estaciones ubicadas en el Pacífico Mexicano, en los estados de Colima, Guerrero y Michoacán, en una de las zonas de mayor peligrosidad del país. En los análisis se consideran las tres componentes de cada registro, asumiendo que la mayor aceleración de las componentes horizontales actúa en la dirección transversal de los puentes. Aunque no suele utilizarse en los análisis, estudios recientes indican que la componente vertical puede tener influencia para ciertas relaciones entre las características dinámicas de la estructura y la excitación (Acosta y Gómez, 2009).

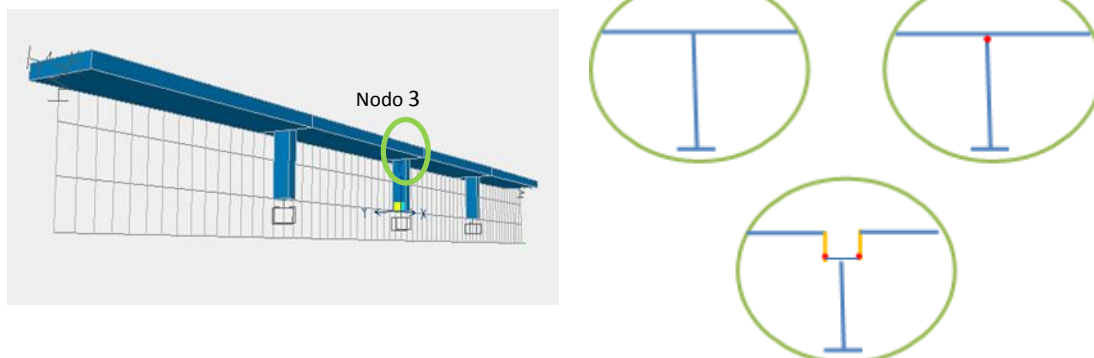


Figura 4 Modelo del puente regular y esquema de las diferentes conexiones viga-pila

La selección de los 53 registros utilizados se basó en aceleraciones, velocidades o desplazamientos máximos y en la magnitud del sismo. En las gráficas de la figura 5 se muestran los espectros de respuesta, para un 5% de amortiguamiento crítico, de las componentes con mayor aceleración de cada registro. Como se observa en esta figura, los acelerogramas seleccionados tienen diferentes características, aunque muchos de ellos tienen espectros de banda angosta y periodos fundamentales menores a 0.5 s.

Resultados de los análisis elásticos

Los modelos regulares e irregulares se sometieron a los registros sísmicos seleccionados y se realizaron análisis elásticos en la historia del tiempo. En estos análisis se utilizó una regla SRSS para combinar los máximos de las respuestas en las tres direcciones de los desplazamientos y elementos mecánicos en los nodos extremos de las pilas. Estas respuestas sólo se registraron para la dirección transversal de las estructuras, la que representa la condición más desfavorable.

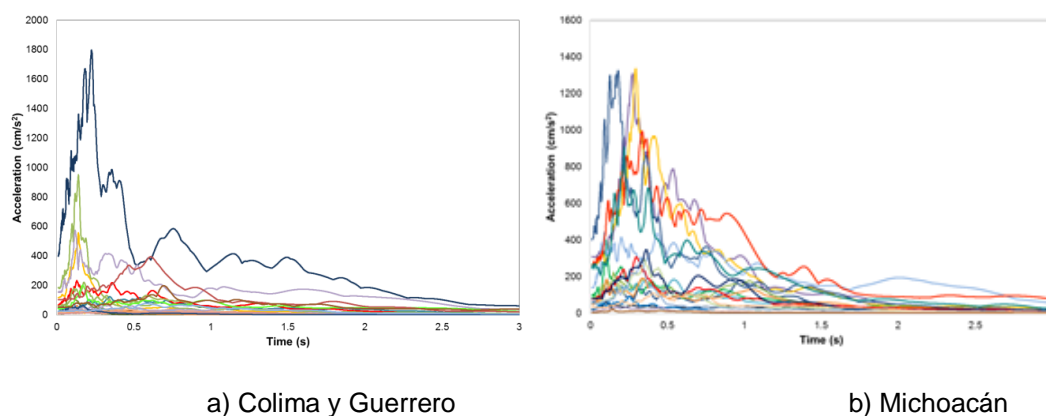


Figura 5. Espectros elásticos de los registros seleccionados en la dirección transversal

En adelante, la nomenclatura utilizada para representar a los modelos irregulares considera seis caracteres para representar a cada estructura, los primeros dos son para indicar que es irregular (IR), el siguiente carácter muestra si se modificó la altura de la pila central (C) o la extrema (E), y los últimos tres para denotar el porcentaje de cambio en la longitud de las pilas. Así, por ejemplo, IRC-25 representa el modelo de puente irregular, en donde se modifica la longitud de la pila central un 25%. El modelo regular se representa como RR.

Para representar la influencia de diversos grados de irregularidad de la subestructura de puentes carreteros, se utiliza como parámetro de comparación la diferencia normalizada de las respuestas entre modelos regulares e irregulares. Así, en porcentaje, la diferencia normalizada se define como

$$D_n = \left[\frac{R_{ir} - R_r}{R_r} \right] \times 100\% \quad (7)$$

Donde D_n es el porcentaje de la diferencia normalizada de las respuestas, R_{ir} y R_r son las respuestas máximas de los modelos irregular y regular, respectivamente. A partir de los valores de D_n se obtienen medias, desviaciones estándar y cuartiles para representar las tendencias de cambio por diferentes condiciones de irregularidad.

Por limitaciones de espacio, en adelante sólo se muestran los resultados obtenidos en el nodo extremo de la pila central, definido como nodo 3 en la figura 4. Aunque no se presentan, las tendencias para los otros nodos extremos son similares.

Características dinámicas de los modelos de puentes

Se definieron las propiedades dinámicas de los modelos mediante un análisis modal, del cual se muestran los primeros cinco periodos de los modelos considerados en la tabla 4. Para puentes monolíticos, la mayor diferencia entre los periodos de modelos regular e irregulares es sólo del 28%. Para puentes continuos y simplemente apoyados el periodo fundamental es igual en todos los modelos, por la forma de conexión entre la superestructura y las pilas, por lo que las diferencias de las respuestas se deben a variaciones en la contribución de formas modales superiores. A modo de ejemplo, en la figura 6 se presentan las formas modales fundamentales de los modelos de puentes continuos regular e irregular cuando la altura de la pila central se incrementa 75%. En esta figura se observa que al variar la altura de la pila central se puede pasar de un primer modo predominantemente vertical a uno con componente principal transversal. Entonces, es clara la contribución de modos superiores en sistemas irregulares, como lo discuten Kappos *et al.*, (2002).

Puentes monolíticos

En la figura 7 se muestran los desplazamientos máximos transversales en el nodo extremo de la pila central, obtenidos mediante análisis en la historia del tiempo con cada excitación de la figura 5. En el eje horizontal de esta figura se indican los números de los registros y en vertical los desplazamientos en cm. El desplazamiento máximo fue de 8.3 cm, en el modelo en que se incrementa un 50% la longitud de la pila central. Para el puente regular el desplazamiento obtenido con la misma excitación fue de 2.7 cm; el desplazamiento máximo en este modelo fue de 5.08 cm. En la figura 8 se presenta la variación de las diferencias normalizadas (ecuación 7) de los desplazamientos de la figura 7.

En las figuras 7 y 8 es difícil definir alguna tendencia de cómo cambia la respuesta de la estructura, en función de la diferencia de longitudes de pilas adyacentes. Por tanto, para establecer dicha tendencia, los resultados de las diferencias normalizadas de las respuestas se agruparon por cuartiles, Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 , que representan el 25, 50, 75 y 100 % de los datos, respectivamente. En la figura 9 se graficaron las diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles para el nodo 3 de los puentes monolíticos, cuando se cambia la longitud de la pila central. En esta figura y en las subsecuentes, en el eje horizontal se presenta el porcentaje de diferencias normalizadas (D_{ir}), mientras que cada línea muestra la respuesta de un modelo y los puntos en ellas son indicadores de cuando se alcanza alguno de los cuatro cuartiles.

Tabla 4 Primeros periodos de los modelos con variación de la longitud de la pila central

Modelo	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅
Monolítico					
RR	0.456	0.438	0.425	0.348	0.346
IRC-25	0.452	0.438	0.362	0.348	0.344
IRC-50	0.449	0.438	0.347	0.342	0.324
IRC-75	0.447	0.438	0.345	0.336	0.308
IRC+25	0.490	0.459	0.438	0.349	0.348
IRC+50	0.544	0.462	0.438	0.351	0.348
IRC+75	0.586	0.465	0.438	0.354	0.349
Continuo					
RR	0.581	0.501	0.425	0.378	0.348
IRC-25	0.581	0.500	0.378	0.362	0.348
IRC-50	0.581	0.500	0.378	0.347	0.324
IRC-75	0.581	0.500	0.378	0.345	0.308
IRC+25	0.581	0.500	0.490	0.378	0.348
IRC+50	0.581	0.544	0.501	0.378	0.348
IRC+75	0.586	0.581	0.501	0.378	0.349
Simplemente apoyado					
RR	0.701	0.701	0.581	0.581	0.579
IRC-25	0.701	0.701	0.581	0.581	0.579
IRC-50	0.701	0.701	0.581	0.581	0.579
IRC-75	0.701	0.701	0.581	0.581	0.578
IRC+25	0.701	0.701	0.581	0.581	0.579
IRC+50	0.701	0.701	0.581	0.581	0.580
IRC+75	0.701	0.701	0.692	0.616	0.581

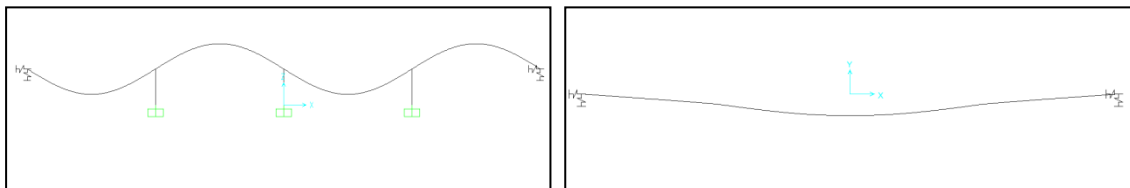


Figura 6. Primera forma modal de los modelos de puentes continuos RR y IRC+75

En la figura 9 se observa que *el incremento en la altura de la pila central genera mayores variaciones que cuando se disminuye dicha longitud*; esto es, el rango de los valores es mayor al aumentar que al disminuir la altura de la pila. Así, cuando se decremента la altura de la pila central un 75%, se obtienen porcentajes de diferencias normalizadas muy parecidos para todos los sismos, mientras que cuando ésta se incrementa un 75% las diferencias normalizadas están entre 50% y 450%. También, de esta figura se concluye que la variación de los desplazamientos no es lineal con la variación de la longitud de la pila, ya que la tendencia está definida por una función polinómica cuadrática. Entonces, un puente es más vulnerable cuando se presentan mayores diferencias entre las longitudes de las pilas, aunque se registran mayores desplazamientos cuando se incrementa la longitud de la pila. Este comportamiento no se ve reflejado en los diferentes métodos de evaluación preliminar para definir la vulnerabilidad de puentes, como el de Kim, mencionado al inicio de este trabajo, ya que sólo consideran valores absolutos de diferencia de altura de pilas adyacentes.

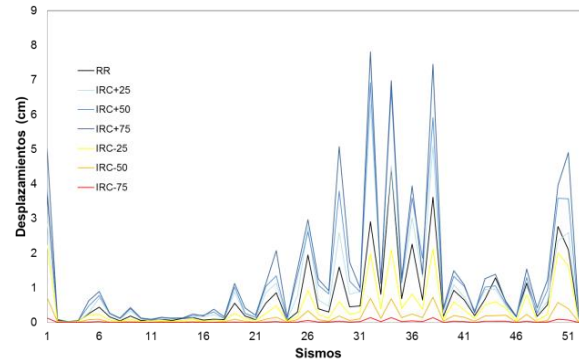


Figura 7 Desplazamientos máximos transversales en nodo 3. Modelo monolítico

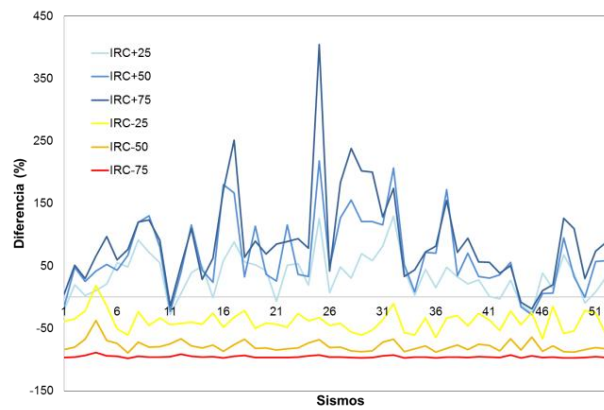


Figura 8 Variación de las diferencias normalizadas en desplazamiento del nodo 3. Modelo monolítico.

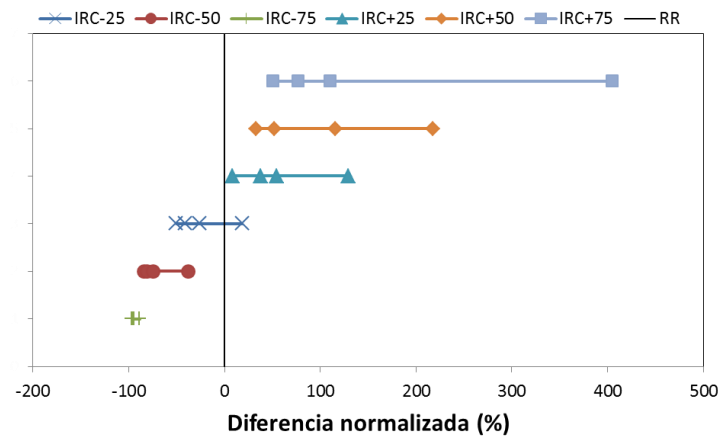


Figura 9. Diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles. Modelos monolíticos

La ecuación de mejor ajuste a la tendencia de variación de las diferencias normalizadas en desplazamiento de la figura 9 es

$$I_d = 0.022 v_p^2 + 3 v_p + 38 \quad (8)$$

Donde I_d es el porcentaje de las diferencias normalizadas en desplazamientos, respecto al modelo regular, y v_p es la variación de la longitud de la pila, en porcentaje.

Las diferencias normalizadas para fuerza cortante y momento, por cuartiles y para el puente monolítico, cuando se modifica la longitud de la pila central, se muestran en las figuras 10 y 11 respectivamente. En la figura 10 se observa que el incremento en la longitud de la pila central produce en ella menores fuerzas cortantes. Para el caso de momentos, figura 11, se obtiene menor dispersión que para fuerzas cortantes o desplazamientos, pero las tendencias no son claras. Esto es, el incrementar la longitud de la pila no produce en todos los casos siempre aumento o siempre decrementos de los valores. Sin embargo, si se ve que los momentos obtenidos son mayores para los puentes irregulares que para la estructura regular.

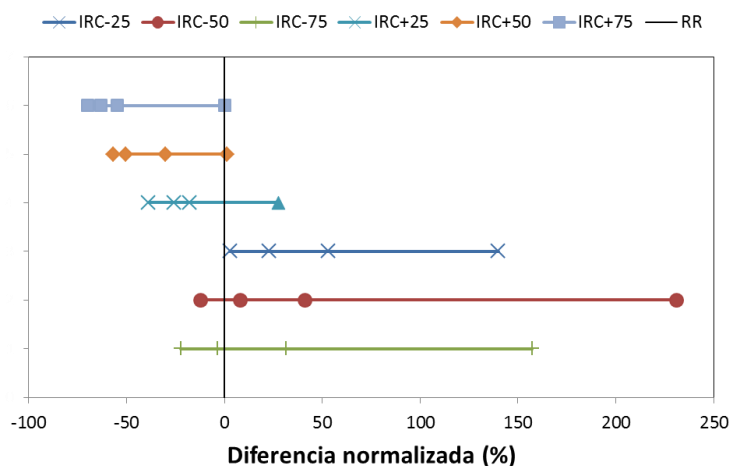


Figura 10. Diferencias normalizadas en fuerzas cortantes por cuartiles. Modelos monolíticos

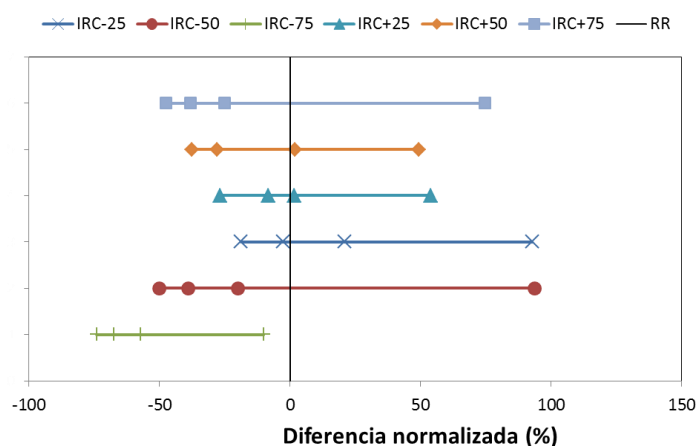


Figura 11. Diferencias normalizadas en momentos por cuartiles. Modelos monolíticos

También se varió la altura de una de las pilas extremas del puente de la figura 2, en los mismos porcentajes que los usados en la pila central. Las diferencias normalizadas por cuartiles para desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos se muestran en las figuras 12 a 14. Como se observa en estas figuras, en comparación con las figuras 9 a 11, las tendencias de variación son similares a aquellas obtenidas cuando se modificó la altura de la pila central. Sin embargo, cuando se modifica la longitud de la pila central se producen mayores cambios en las respuestas, que al modificar la altura de la pila extrema. Así, por ejemplo, cuando se incrementa en un 25% la altura de la pila central (figura 9), se obtiene una diferencia normalizada en desplazamiento similar a la determinada cuando se incrementa la altura de la pila extrema un 75% (figura 12). Entonces, podemos decir que un puente es más vulnerable a carga sísmica cuando hay variación en la altura de la pila central; más que una estructura con el mismo cambio en la longitud de una pila cercana a los estribos. Este resultado concuerda con la conclusión de Delgado *et al.* (2005), quienes indican que

las pilas centrales cortas de puentes son los elementos críticos en la estimación de su vulnerabilidad por sismo. También, Isakovic y Fischinger (2005) muestran que el nivel de irregularidad está influenciado por la posición de la columna más rígida, siendo las estructuras con comportamiento más irregular aquellas cuya columna más rígida está posicionada cerca del centro del puente.

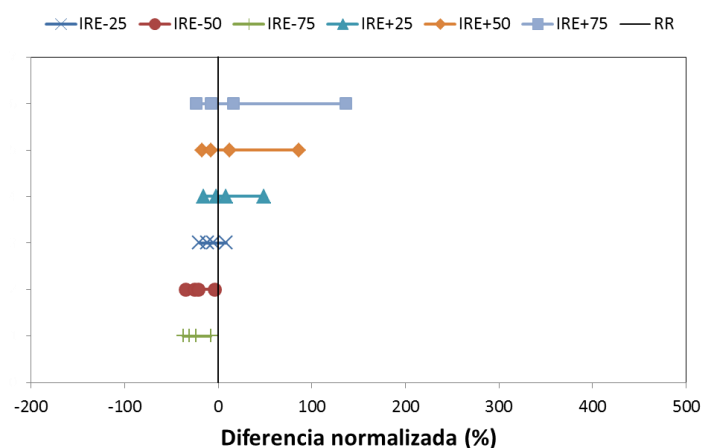


Figura 12. Diferencias normalizadas en desplazamiento por cuartiles. Modelo monolítico.

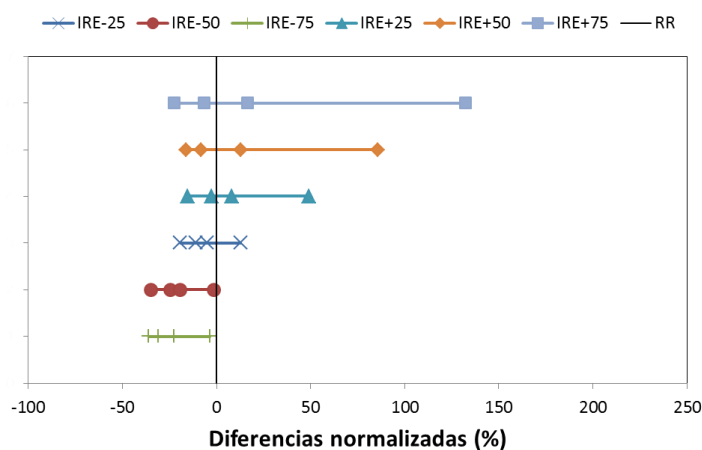


Figura 13. Diferencias normalizadas en fuerzas cortantes por cuartiles. Modelos monolíticos

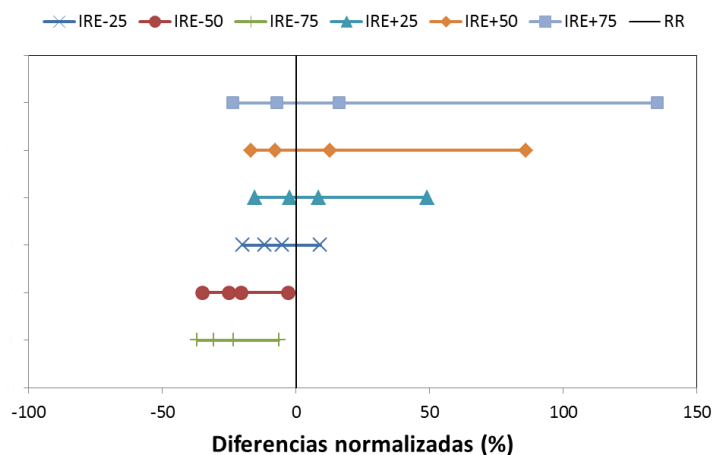


Figura 14. Diferencias normalizadas en momentos por cuartiles. Modelos monolíticos

Puentes continuos y simplemente apoyados

Para puentes continuos y simplemente apoyados se realizaron análisis similares a los descritos para puentes monolíticos, cambiando la longitud de la pila central y de una extrema. Las figuras 15 y 16 muestran las diferencias normalizadas en desplazamientos cuando se varía la longitud de la pila central y de una pila extrema, respectivamente, para los modelos de puentes continuos. Para puentes simplemente apoyados, esta información se puede observar en las figuras 17 y 18.

En las figuras 15 a 18 se observan tendencias similares de las diferencias normalizadas a aquellas reportadas para puentes monolíticos. Asimismo, se deducen conclusiones similares cuando se comparan los cuartiles de las diferencias normalizadas de fuerzas cortantes y momentos de puentes continuos y simplemente apoyados. Entonces, se puede comentar que la forma de la conexión viga-pila no tiene mayor influencia cuando se determina la diferencia normalizada de la respuesta sísmica de puentes con irregularidad en la subestructura.

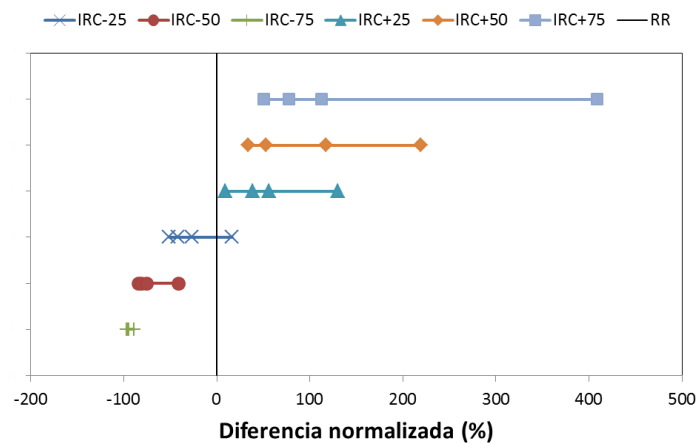


Figura 15. Diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles. Modelos continuos

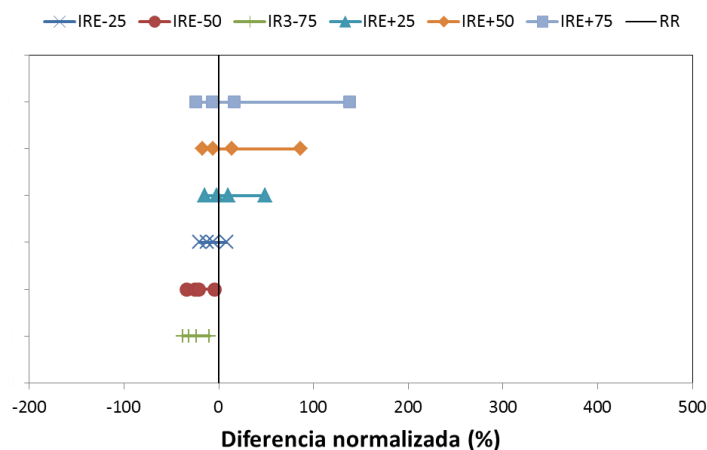


Figura 16. Diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles. Modelos continuos

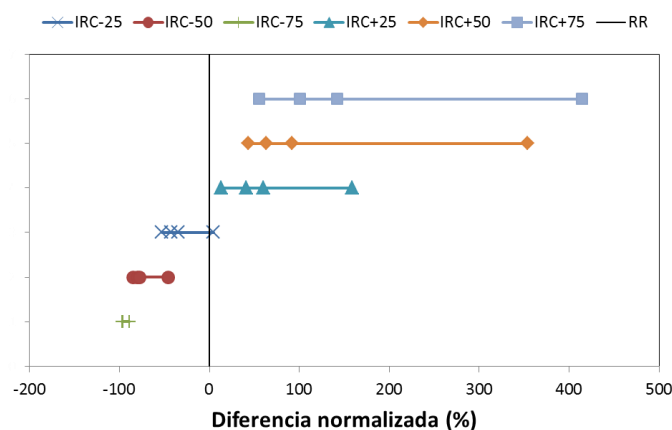


Figura 17. Diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles. Modelos simplemente apoyados

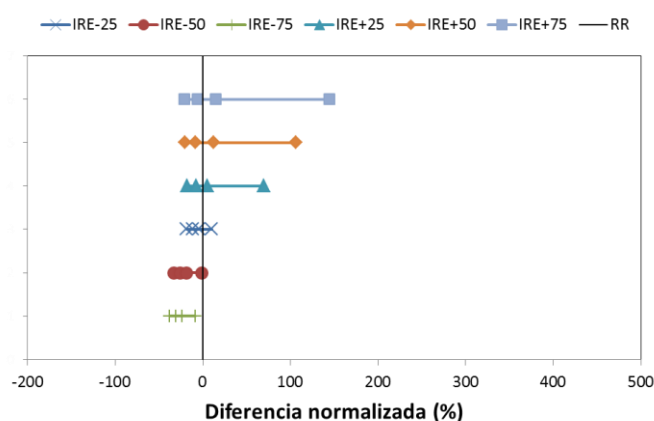


Figura 18. Diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles. Modelos simplemente apoyados

Resumen del análisis elástico

Acorde a los resultados se comenta que la relación entre las diferencias normalizadas de los desplazamientos máximos y el porcentaje de cambio en la longitud de las pilas es una función cuadrática. Un resumen de las funciones cuadráticas ajustadas para los grupos de modelos de puentes se presenta en la tabla 5. Estas ecuaciones representan la relación entre I_d , la diferencia normalizada en desplazamientos, y v_p , la variación de la longitud de las pilas, ambos en porcentaje. Se observa que estas ecuaciones son muy similares para las diferentes tipologías de puentes, reiterando que este parámetro no tiene mayor efecto en la influencia de la irregularidad de la subestructura. Además, modificar la longitud de las pilas central o extrema genera diferentes dispersiones en las respuestas estructurales, de forma que un puente con cambios en la longitud de la pila central es más vulnerable que otro con cambios en la longitud de una pila próxima a los apoyos.

Tabla 5. Ecuaciones de regresión para el desplazamiento del nodo central

Modelo	Modificación en la pila central
M	$I_d = 0.022 v_p^2 + 3 v_p + 38$
C	$I_d = 0.022 v_p^2 + 3.04 v_p + 37$
SS	$I_d = 0.022 v_p^2 + 3.52 v_p + 60$
Modelo	Modificación en la pila extrema
M	$I_d = 0.009 v_p^2 + 0.93 v_p + 16$
C	$I_d = 0.009 v_p^2 + 0.95 v_p + 16$
SS	$I_d = 0.009 v_p^2 + 1.05 v_p + 25$
M =monolítico, C = continuo, SS =simplemente apoyado	
I_d = diferencia normalizada (%), v_p = variación de la longitud de la pila (%)	

Incrementar la longitud de la pila central produce la reducción de sus fuerzas cortantes y el incremento de estas fuerzas en la pila adyacente. También, incrementar la longitud de una pila extrema genera un incremento de las fuerzas cortantes en la pila central. Aunque no se muestran resultados para otros nodos del puente, las tendencias obtenidas son similares a aquellas del nodo central.

En la tabla 6 se presenta la variación de los parámetros estadísticos de las diferencias normalizadas en desplazamientos de los diferentes modelos. Se observan mayores coeficientes de variación cuando se incrementan las longitudes de las pilas que cuando éstas se disminuyen. También, de esta tabla y de las figuras 9 a 18 se observa que, en general, los coeficientes de variación son menores, aunque los rangos son mayores, al cambiar la longitud de la pila central. Esto indica que al modificar la altura de la pila central, los resultados están más cerca del valor medio, pero existen valores extremos que incrementan el rango. Entonces, se reitera que los puentes con variaciones de la altura de pilas centrales son más vulnerables que aquellos donde cambia la longitud de la pila extrema, ya que en los primeros es más difícil predecir los valores extremos.

Tabla 6. Coeficiente de variación de los desplazamientos del nodo central

Modelo	Porcentaje de cambio en la pila central					
	+25	+50	+75	-25	-50	-75
M	0.75	0.76	0.78	0.36	0.11	0.02
C	0.75	0.76	0.78	0.35	0.10	0.02
SS	0.77	0.78	0.71	0.31	0.09	0.01
	Porcentaje de cambio en la pila extrema					
	+25	+50	+75	-25	-50	-75
M	0.73	0.79	0.92	0.65	0.38	0.33
C	0.72	0.79	0.93	0.65	0.37	0.31
SS	0.85	0.80	0.99	0.68	0.40	0.34
M =monolítico, C = continuo, SS =simplemente apoyado						

Clasificación de resultados por características de los sismos

Para verificar si las tendencias obtenidas en los análisis lineales estaban relacionadas con alguna característica de las excitaciones sísmicas, éstas se agruparon por tipo de suelo, distancia epicentral, magnitud y aceleración máxima del terreno. Con respecto a la distancia epicentral, se seleccionaron 29 de los 53 registros, con $R > 100 \text{ km}$. Para estas excitaciones se obtuvieron los cuartiles de las diferencias normalizadas en desplazamientos, cuando se cambia la altura de la pila central; sus valores se muestran en la figura 19. En esta figura se distinguen tendencias similares a las de la figura 9. Esto se corrobora comparando las ecuaciones de mejor ajuste de los datos de las figuras 9 y 19, esto es, ecuaciones 8 y 9. Para el mismo porcentaje de cambio de longitud de la pila, v_p , el porcentaje de diferencias máximas, I_d , varía alrededor de 1%.

$$I_d = 0.022 v_p^2 + 3.62 v_p + 53 \quad (9)$$

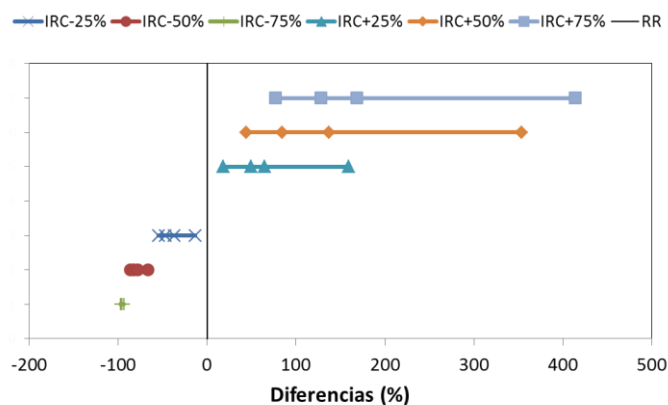


Figura 19. Diferencias normalizadas en desplazamientos por cuartiles. Excitaciones con distancia epicentral mayor a 100 km

En cuanto a las al tipo de suelo de la estación de registro, los datos se agruparon en suelo sedimentario (22) y roca (31). En tanto que, por otro lado, los registros también se agruparon en seis intervalos de aceleración máxima del terreno. Para todos los subgrupos se determinaron los cuartiles de las diferencias normalizadas y las líneas de mejor ajuste, no encontrando en ninguno de ellos (con un número suficiente de elementos para obtener conclusiones) diferencias apreciables con los resultados de analizar el conjunto total de resultados. Entonces, agrupar por iguales características de los sismos conduce a resultados similares.

ANÁLISIS NO LINEALES

Se realizaron análisis no lineales para corroborar los resultados obtenidos en los análisis elásticos, en el entendido de que los desplazamientos reflejan de buena forma el daño en las estructuras. Estos análisis sólo se hicieron con los modelos de puentes simplemente apoyados, debido a que en los análisis elásticos se observó que la tipología no influía en las respuestas normalizadas. En estos análisis no lineales se obtuvieron también las diferencias normalizadas, pero de índices de daño locales y globales.

Modelo simplificado de puentes simplemente apoyados

Para evaluar el comportamiento de puentes simplemente apoyados se utilizó un modelo simplificado, el cual sólo considera como grados de libertad de la estructura los desplazamientos en los extremos de las pilas. Así, el puente base de análisis, mostrado en la figura 2, tiene únicamente tres grados de libertad. En este modelo, la rigidez del sistema se basa en elementos pilas continuos y apoyos y vigas con restricción al movimiento. El modelo de análisis solo considera deformación por flexión, por lo que es menos apropiado para columnas muy cortas, donde rige la deformación por cortante.

En la figura 20 se muestra un esquema general del modelo de análisis. Para definir el equilibrio estático se determina una fuerza residual, a partir de la relación entre el momento máximo externo y la capacidad interna de cada pila. La capacidad interna se obtiene mediante la integración, en la sección transversal de las pilas, del momento interno dañado, aquel que se obtiene cuando se degrada el elemento. El daño es caracterizado con una formulación basada en la Mecánica del Daño Continuo. Con este modelo de daño, se modifica la inercia de la sección transversal cuando el nivel de esfuerzos excede un esfuerzo efectivo umbral. Una descripción detallada del modelo se puede consultar en Gómez (2002).

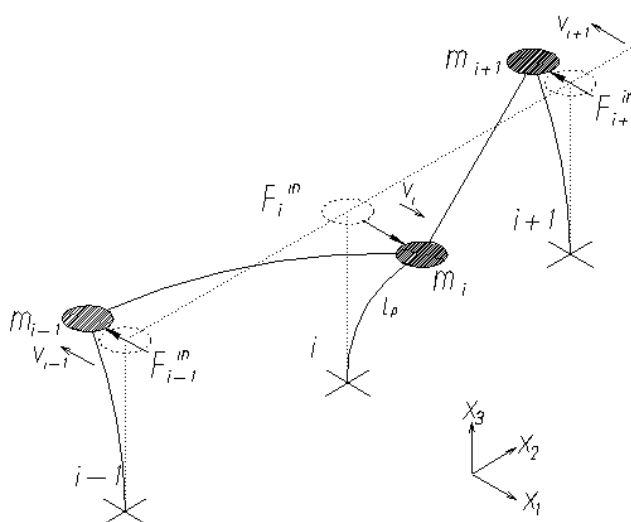


Figura 20. Modelo para análisis no lineal de puentes simplemente apoyados

A partir de los momentos máximos externos y dañado interno se define un índice de daño local, expresado mediante la ecuación

$$D_i = \frac{M_e(x) - M_i(x)}{M_e(x)} \quad (10)$$

Donde M_e y M_i son los momentos externos e internos máximos en la sección transversal de la pila i y D es su índice de daño local, en el extremo inferior.

Análisis no lineal

Utilizando el modelo de la figura 20, se realizan análisis no lineales con la misma base de registros sísmicos usada en los análisis elásticos. Con este propósito, las pilas de los puentes regular e irregulares se diseñaron usando códigos de diseño sísmico locales para columnas de concreto reforzado. Todas las pilas quedaron con el mismo acero de refuerzo longitudinal. Con esto se puede validar la comparación con el análisis elástico, pero queda pendiente el estudio de puentes irregulares con pilas con diferente resistencia a carga lateral. Entonces, de nuevo el único cambio es la longitud de las pilas, con los mismos porcentajes de variación.

Resultados

En las figuras 21 y 22 se muestra la comparación entre los máximos desplazamientos elásticos y los índices de daño (ecuación 10), obtenidos en los análisis no lineales para el puente regular y para el modelo irregular con incremento en la longitud de la pila central de 75%, respectivamente. Estas figuras indican que las tendencias de los valores de estos dos parámetros son similares. Así, en general, cuando el índice de daño se incrementa también lo hace el desplazamiento, en proporciones similares. Valores análogos se obtienen para otros modelos irregulares.

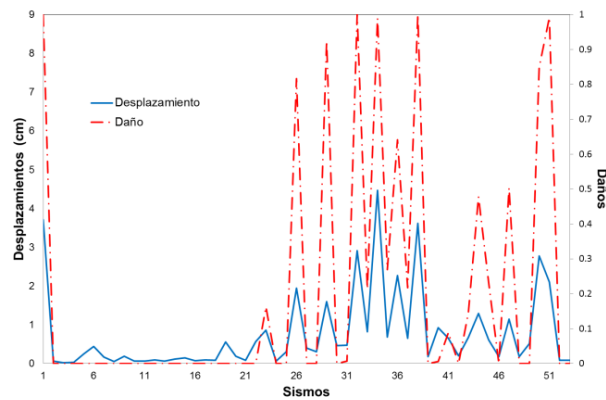


Figura 21. Comparación de desplazamientos máximos y daños. Modelo RR

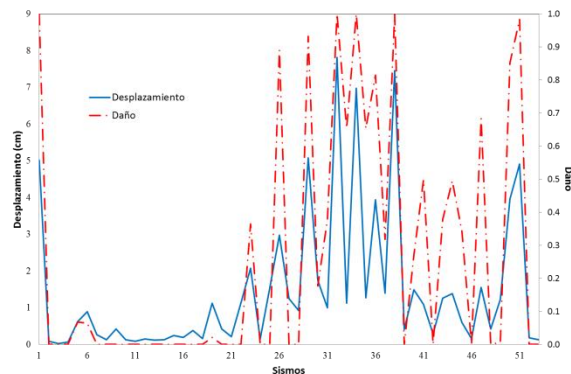


Figura 22. Comparación de desplazamientos máximos y daños. Modelo IRC+75

Para los índices de daño locales se definieron también las diferencias normalizadas, utilizando el daño como parámetro de respuesta en la ecuación 7. Los valores obtenidos de las diferencias normalizadas de daño para puentes simplemente apoyados, cuando se modifica la longitud de la pila central, se presentan en la figura 23. En esta figura se observan tendencias similares a las obtenidas para las diferencias normalizadas de los desplazamientos elásticos. La comparación de las ecuaciones cuadráticas de ajuste de estos parámetros se muestra en la tabla 7, donde se corrobora esta conclusión. De esta forma, se verifican los resultados obtenidos sólo con los análisis elásticos.

A partir de los modelos y sismos que se utilizaron en este trabajo, se puede sugerir que la irregularidad de la subestructura de puentes se considere en métodos preliminares de evaluación sísmica conforme a las categorías y sus valores de fragilidad que se muestran en la tabla 8. Los valores de fragilidad están entre 0 y 5, como se utiliza en el método preliminar de evaluación de puentes que se usa en México. Los valores específicos de fragilidad de cada categoría se determinaron en función de los parámetros de ajuste de las funciones cuadráticas, como las descritas en la tabla 5.

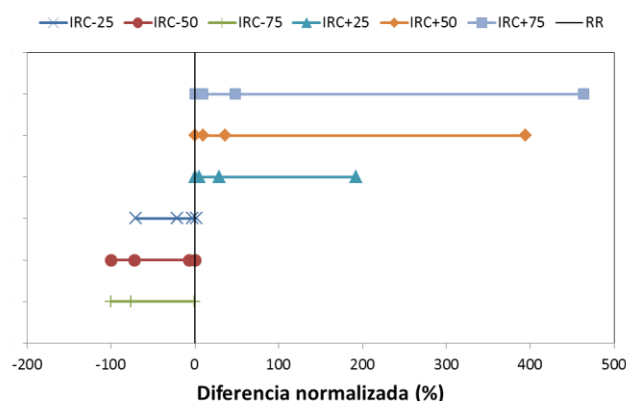


Figura 23. Diferencias normalizadas en daños por cuartiles. Modelos simplemente apoyados

Tabla 7. Ecuaciones de regresión para el nodo central
Puentes simplemente apoyados

Modelo	Modificación de la pila central
Elástico	$I_d = 0.022 v_p^2 + 3.52 v_p + 60$
No lineal	$I_d = 0.032 v_p^2 + 3.39 v_p + 68$
I_d = normalized difference (%), v_p = variation pier length (%)	

Tabla 8 Propuesta de categorías de fragilidad y sus pesos del parámetro irregularidad de la subestructura

Categoría	Peso
Pilas extremas con alturas que cambian de 0 hasta un 25% con respecto a las alturas de las adyacentes	1
Pilas extremas con alturas que cambian de 25% hasta un 50% con respecto a las alturas de las adyacentes	1.5
Pilas extremas con alturas que cambian de 50% hasta un 75% con respecto a las alturas de las adyacentes	1.9
Pilas centrales con alturas que cambian de 0 hasta un 25% con respecto a las alturas de las adyacentes	2.3
Pilas centrales con alturas que cambian de 25% hasta un 50% con respecto a las alturas de las adyacentes	2.5
Pilas centrales con alturas que cambian de 50% hasta un 75% con respecto a las alturas de las adyacentes	3.6
Pilas extremas con alturas que cambian de 0 hasta un 25% con respecto a las alturas de las adyacentes	5.0

COMENTARIOS FINALES

Algunos de los métodos de evaluación preliminar de puentes que se han propuesto consideran la irregularidad de la subestructura como uno de los parámetros relevantes, para conocer el comportamiento sísmico de estas estructuras. Por otra parte, los códigos de diseño toman en cuenta la irregularidad y la importancia de la estructura para definir el análisis recomendado. Tanto en un caso como en el otro, la irregularidad es considerada de manera muy simple, sustentada en muchos casos en evaluaciones subjetivas.

Para conocer mejor el comportamiento de puentes con irregularidad en la subestructura, en este trabajo se hace un estudio paramétrico de modelos elásticos de puentes monolíticos, continuos y simplemente apoyados y modelos no lineales de puentes simplemente apoyados. En estos modelos, la irregularidad de la subestructura se considera variando la longitud de las pilas central o extrema de un puente de cuatro claros y de inicio regular. Las longitudes se varían en porcentajes de -25%, -50%, -75%, +25%, +50% y +75%. Estos modelos se someten a una base de 53 acelerogramas registrados en una de las zonas de mayor peligrosidad en México. De los análisis se obtienen desplazamientos máximos y elementos mecánicos (elásticos) e índices de daño (no lineal), con los cuales se define la diferencia normalizada, en porcentaje, entre estructuras regulares e irregulares.

A partir de los resultados se grafican las diferencias normalizadas, por cuartiles, entre modelos regulares e irregulares. Los resultados obtenidos muestran que incrementar la altura de la pila central aumenta los desplazamientos en los modelos irregulares, comparados con el puente regular. En general, los puentes son más vulnerables a acción sísmica cuando la diferencia entre las longitudes de pilas adyacentes es mayor, aunque aumentar la longitud produce mayor dispersión que reducirla. Además, se observa que la variación en las diferencias normalizadas al cambiar la longitud de una pila no es lineal, sino que se aproxima a una función polinomial cuadrática. También, de los resultados se puede comentar que si se varía la longitud de la pila central la estructura es más vulnerable que si cambia la altura de una pila próxima a los estribos. Las tendencias en las diferencias normalizadas son similares para puentes monolíticos, continuos y simplemente apoyados.

Con los análisis no lineales se obtuvieron tendencias parecidas entre las diferencias normalizadas del índice de daño local y las diferencias normalizadas del desplazamiento elástico, por lo que se puede decir que los análisis elásticos representan un camino adecuado para definir la influencia de la irregularidad de la subestructura.

Para verificar si las características de los sismos influían en los resultados, los acelerogramas de la base de datos utilizada se agruparon por intervalos de aceleración máxima del terreno, distancia epicentral o tipo de suelo. Para cada subgrupo de definieron tendencias de las diferencias normalizadas similares a las descritas para todos los resultados.

A partir de los análisis realizados se proponen categorías y sus valores de susceptibilidad para el parámetro de irregularidad de la subestructura, para un método de evaluación preliminar de vulnerabilidad sísmica de puentes. Lo propuesto está relacionado con el comportamiento de puentes, a diferencia de las asignaciones subjetivas aplicadas en los métodos de inspección.

Es necesario complementar el trabajo considerando que puede variar, en intervalos razonables, tanto la resistencia como la rigidez entre las pilas del puente. También se debe evaluar la influencia de condiciones de irregularidad de la superestructura.

AGRADECIMIENTOS

Los primeros análisis de este trabajo fueron realizados los Ingenieros Alberto Barrera Bautista y José Manuel Alonso, dentro del marco de sus proyectos terminales de carrera. El trabajo fue realizado parcialmente gracias al apoyo del Conacyt en la beca de maestría de la segunda autora y a la Universidad Autónoma Metropolitana de México, mediante proyectos internos.

REFERENCIAS

- AASHTO LRFD. 2007. *Bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation officials. Washington, USA.
- Delgado, P, A Costa y R Delgado (2005). "Seismic safety assessment of irregular bridges". *Memorias del 4th European Workshop on seismic behavior of irregular and complex structures*, Artículo 28, Tesalonica, Grecia, agosto.
- Escamilla, M A, G Ayala y M Niño (2011) "Irregularidad modal en puentes continuos de concreto reforzado. Detección y efectos en los métodos simplificados de evaluación sísmica". *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Artículo VI-26, Aguascalientes, México, octubre.
- Gómez, C, A H Barbat y S Oller, (2002). "Seismic vulnerability of bridges using simplified models". *Monograph Series IS-47* International Center of Numeric Methods in Engineering, CIMNE, Barcelona, España.
- Gómez, C. y L A Barrera, (2007). "Modifications of the preliminary bridge evaluation by the Communication and Transportation Secretary of Mexico to define maintenance politics for seismic action". *IABSE Symposium improving infrastructure bringing people closer worldwide*, Weimar, Alemania.
- Isakovic, T y M Fischinger (2000) "Regularity indices for bridge structures" *12 World Conference on Earthquake Engineering*. Artículo 1725, Nueva Zelanda.
- Isakovic, T y M Fischinger (2005) "Push-over analysis of irregular bridges", *Memorias del 4th European Workshop on seismic behavior of irregular and complex structures*, Artículo 37, Tesalonica, Grecia, agosto.
- Isakovic, T y M Fischinger (2008). "Push-over analysis of two-span multicolumn bent RC bridge, experimentally tested on three shake tables". *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Artículo 14_05_02-0106, Beijing, China.
- Jara, J M, E Madrigal y B A Olmos (2011). "Influencia de la fuente sísmica en la vulnerabilidad de un puente irregular con aislamiento". *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Aguascalientes, México, octubre.
- Kappos, A J, G D Manolis y I F Mochonas (2002). "Seismic assessment and design of R/C bridges with irregular configuration, including SSI effects" *Engineering Structures* 24, 1337-1348.
- Kappos, A J, T S Parakeva y A G Sextos, (2005). "Modal pushover analysis as a means for the seismic assessment of bridges structures" *Memorias del 4th European Workshop on seismic behavior of irregular and complex structures*, Artículo 49, Tesalonica, Grecia, agosto.
- Kawashima, K y Unjoh. (1990). "An inspection method of seismic vulnerability of existing highway bridges". *Structural Engineering and Earthquake Engineering*. Vol. 7, No. 1, pp: 143-150.
- Maldonado, E, J R Casas y J A Canas, (2002). "Aplicación de los conjuntos difusos en la evaluación de los parámetros de la vulnerabilidad sísmica de puentes". *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol 18, No. 2, pp: 209-226.
- Moehle, J. P. y M O Eberhard, (2000). *Bridge Engineering Handbook*. Wai-Fah Chen & Lian Duan editores.
- BMSF, (2000). Base Mexicana de Sismos Fuertes, CDROOM. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Pinho, R, C Casarotti y S Antoniou (2007). A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 36, pp. 1347-1362, DOI: 10.1002/eqe.684.
- Priestley, M J, Seible, N y G M Calvi, (1996), *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, New York.
- Reinoso Angulo, E y R M Márquez Flores (2001). "Sobre las Normas Técnicas Complementarias para el Análisis y Diseño Sísmico de Puentes vehiculares en el Distrito Federal". *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Guadalajara, México
- Tehrani, P y D Michell (2010). "Seismic behaviour and analysis of irregular bridges with different column heights" CEISCE (Centro de Estudios de estructuras sometidas a cargas extremas) Seminar, junio 18. Quebec, Canada.